

Stanislav ŠKRABL

izr. prof. dr. univ. dipl. inž. grad., UNIVERZA V MARIBORU, FG, Katedra za geotehniko

MEJNE VREDNOSTI IN RAZPOREDITEV 3D PASIVNIH ZEMELJSKIH PRITISKOV

POVZETEK: Članek obravnava izvorni pristop določanja kritične razporeditve in mejnih vrednosti pasivnih zemeljskih tlakov za tri-dimenzionalne primere po metodi mejne analize in teorema zgornje vrednosti. Za določanje kritične razporeditve pasivnih tlakov vzdolž višine podporne konstrukcije je uporabljena metoda mejne analize z množico tri-dimenzionalnih kinematično dopustnih hiperboličnih rotacijskih porušnih mehanizmov po metodi postopnega določanja intenzitete pasivnih tlakov od zgoraj navzdol. Določena je kritična razporeditev, prijemališče in resultantna vrednost pasivnih zemeljskih tlakov, ki se z ozirom na izbrani kinematični model lahko aktivirajo ob mejnem stanju. Rezultati analiz kažejo, da je skupna vsota pasivnih tlakov z upoštevanjem kritične razporeditve manjša od dosedaj objavljenih primerljivih vrednosti v literaturi, višina prijemališča rezultante pa je neodvisna od trenja med podpornimi konstrukcijami in zalednimi zemljinami.

LIMIT VALUES AND DISTRIBUTION OF THREE-DIMENSIONAL PASSIVE EARTH PRESSURES

Abstract: This paper presents a novel approach to the determination of critical distribution and limit values of three dimensional passive soil pressures acting on flexible walls following the upper-bound method within the framework of the limit analysis theory. The method of limit analysis with a set of three dimensional kinematical admissible hyperbolic translational failure mechanisms is used to determine the critical distribution of passive pressures along the retaining structure height. The intensity of passive pressures is gradually determined with the mentioned translational failure mechanisms in the top-down direction. Thus, the critical distribution, the trust point and the resultant of passive pressures that can be activated at the limit state for chosen kinematical model are obtained. The results of analyses show that the total sum of passive pressures, considering critical distribution, is lower than comparable values published in the literature. Further, the trust point of the passive pressure resultant is independent of the friction between the retaining structures and soil.

SPLOŠNO

Rezultati tri-dimenzionalnih analiz pasivnih zemeljskih tlakov so v praksi uporabni pri projektiranju nekaterih sistemov za sidranje, pri presoajah stabilnosti temeljev ločnih in mostnih konstrukcij, pri projektiranju vpetih kesonskih in drugih podpornih konstrukcij z razmaknjenimi vertikalnimi nosilnimi elementi itd.

Prav zato so rezultati raziskav s področja zemeljskih tlakov pogosto objavljeni v strokovni literaturi. Prevladujejo analize dvo-dimenzionalnih (2D) primerov stabilnostnih analiz in zemeljskih tlakov. Bistveno manj pozornosti pa raziskovalci namenjajo analizam prostorskih (3D) primerov.

Vrednosti aktivnih in pasivnih tlakov je mogoče določati z različnimi metodami, kot so: metoda mejnega ravnotežja (Terzaghi 1943), metoda porušnih linij (Sokolovski 1965) in metoda mejne analize (Chen 1975). Pri metodi mejnega ravnotežja in metodi porušnih linij je upoštevano statično ravnotežje in pogoji porušitve, medtem, ko pričakovani premiki v analizi niso neposredno upoštevani. Metoda mejne analize omogoča določanje zgornje in spodnje vrednosti porušne obtežbe z upoštevanjem izbranega kinematično dopustnega modela mejnega stanja in predpostavljenih premikov. Rezultati analiz se med seboj lahko tudi bistveno razlikujejo, ker so odvisni od izbranega porušnega mehanizma oz. kinematičnega modela mejnega stanja. Ne glede na izbrani postopek in uporabljeno metodo analize mora biti obravnavani statični ali kinematični model ob doseženem mejnem stanju v ravnotežju.

Iz literature so poznane različne rešitve določanja pasivnih zemeljskih tlakov, kjer so raziskovalci uporabljali različne postopke, npr.: Coulomb (1776), Blum (1932), Ovensen 1964, Brinch Hansen (1953), Janbu (1957), Lee in Herington (1972), Shields in Tolunay (1973), Kerisel in Absi (1990), Kumar in Subba Rao (1997), Soubra in Regenass (2000), Soubra (2000) ter Škrabl in Macuh (2005).

Citirane objave raziskovalnih del v glavnem obravnavajo 2D primere pasivnih tlakov. Rezultate 3D analiz je v omejenem obsegu prikazal Blum (1939). Širše jih je obravnaval Ovensen (1964), ki je na osnovi 2D rešitev pasivnih zemeljskih tlakov in rezultatov testnih preiskav v 3D razmerah podal predlog za določanje nosilnosti različnih sistemov plošč za sidranja.

Soubra in Regenass (2000) sta objavila rezultate določanja 3D pasivnih pritiskov po metodi mejne analize in teoremu zgornje vrednosti za translatorni kinematično dopustni "multi-block" porušni mehanizem. Duncan in Mokwa (2001) sta obravnavala metode določanja nosilnosti sidrnih plošč ter prikazala tudi rezultate številnih eksperimentalnih raziskav. Škrabl in Macuh (2005) sta prikazala postopek analize pasivnih tlakov v prostoru na osnovi hiperboličnega translatornega kinematično dopustnega modela in teorema zgornje vrednosti.

Pri vseh navedenih delih so avtorji upoštevali v naprej predpostavljene razporeditve pasivnih pritiskov po višini podporne stene (trikotno razporeditev za prispevek lastne teže zemljin K_{py} , ter pravokotno razporeditev za prispevek površinskih obremenitev K_{pq}).

Pričujoči članek obravnava razporeditev pasivnih pritiskov po višini podporne konstrukcije. Uporabljen je postopek mejne analize s teoremom zgornje vrednosti. Razporeditev pasivnih pritiskov je določena numerično in sicer s hkratno analizo z dvajsetimi različnimi kinematično dopustnimi rotacijskimi prostorskimi mehanizmi.

Rezultati analiz kažejo, da so tako dobljene rezultatne vrednosti pasivnih zemeljskih pritiskov manjše od do sedaj znanih in objavljenih vrednosti v literaturi, le za primere $\delta = 0$ in $\phi \leq 30^\circ$ so razlike minimalne, kjer so vrednosti le nekoliko manjše oz. enake kot jih navajajo Soubra in Regenass (2000) ter Škrabl in Macuh (2005). Uporaba teorema zgornje vrednosti zagotavlja, da dejanske vrednosti pasivnih zemeljskih pritiskov zagotovo ne morejo biti večje od prikazanih v nadaljevanju članka.

PREDPOSTAVKE IN OMEJITVE

Za pasivne zemeljske tlake v 3D razmerah je značilno zelo hitro naraščanje njihovih vrednosti pri zmanjševanju širine stene na katero delujejo. Njihove vrednosti so odvisne od lastnosti tal, trenja med

zaledno zemljino in konstrukcijo ter od razmerja med višino in širino konstrukcije na katero delujejo. Vrednosti 3D pritiskov so lahko mnogokrat večje od vrednosti pri 2D primerih. V pričujočem članku so upoštevane naslednje predpostavke in omejitve:

- pasivni tlaki delujejo na deformabilno in vertikalno steno površine $b \cdot h$ (b = širina ; h = višina), za njo so temeljna tla s horizontalnim površjem;
- razporeditev pasivnih pritiskov (p_p) po višini stene je določena z izrazom:

$$p_p = e_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot (y - y_0) + e_{pq} \cdot q + e_{pc} \cdot c \quad (1)$$

kjer količniki $e_{p\gamma}$, e_{pq} in e_{pc} določajo razporeditev pasivnih tlakov po višini vertikalne stene ter y in y_0 koordinati, ki sta prikazani na sliki 1;

- rezultantne vrednosti pasivnih zemeljskih tlakov določa izraz:

$$P_p = K_{p\gamma}^* \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot b + K_{pc}^* \cdot c \cdot h + K_{pq}^* \cdot q \cdot h \cdot b \quad (2)$$

kjer so $K_{p\gamma}^*$, K_{pc}^* in K_{pq}^* primerjalni količniki pasivnih zemeljskih tlakov za vplive lastne teže zalednih zemljin, kohezije in enakomerne zaledne površinske obremenitve z upoštevanjem standardne linearne razporeditve pasivnih tlakov, ki je značilna za določanje pasivnih tlakov pri 2D primerih v geotehnični praksi;

- vrednost količnika $e_{p\gamma}$ na vrhu stene $y = y_0$ je enaka 0, pripadajoče vrednosti količnikov e_{pq} in e_{pc} na vrhu stene določimo z 2D modelom ($b/h = \infty$) ob upoštevanju robnih pogojev, ki jih določa pripadajoči 3D kinematično dopustni porušni mehanizem;
- uporabljeni translatorski porušni mehanizem je omejen z logaritmčno špiralo v širini podporne konstrukcije ter s hiperbolično bočno ploskvijo, ki jo določa ovojnica neskončnega števila pripadajočih hiperboličnih polstožcev ob bočnih straneh porušnega mehanizma;
- bočna hiperbolična ploskev sovpada s širino in višino analizirane podporne stene;
- zaledje za podporno konstrukcijo je homogeno, zemljina je izotropna, ustreza Mohr – Coulombovem kriteriju plastifikacije z asociativnim pravilom plastičnega tečenja.

TEOREMA ZGORNJE IN SPODNJE VREDNOSTI

Teorem zgornje vrednosti zagotavlja, da je sprememba dela zunanjih sil poljubnih ravnotežnih kinematičnih sistemov manjša ali enaka spremembi disipacije notranje energije za vsa kinematično dopustna hitrostna polja. Kinematično dopustno hitrostno polje mora ustrezati hitrostnim kompatibilnim in robnim pogojem ter pravilu tečenja za obravnavani material. Pri uporabi teorema spodnje vrednosti za togo plastične materiale z asociativnim pravilom tečenja lahko določimo spodnje vrednosti pasivnih tlakov za vsako kinematično dopustno napetostno polje, ki ustreza ravnotežnim in napetostnim robnim pogojem, vendar tako dobljene rešitve ne ustrezajo pogojem plastičnega tečenja v vseh točkah analitiranega območja v zaledju podporne stene.

Prava rešitev mejnih vrednosti pasivnih tlakov se nahaja med obema mejnima vrednostima, ki je pri pasivnih zemeljskih tlakih v 3D pogojih še ne poznamo. Vemo pa, da so razlike med zgornjimi in spodnjimi mejnimi vrednostmi tako majhne, da so dobljene rešitve uporabne v geotehnični praksi.

V pričujočem članku je uporabljen le teorem zgornje vrednosti za določanje 3D pasivnih tlakov z upoštevanjem kinematično dopustnega hitrostnega polja.

Rešitve 3D pasivnih tlakov dobljene po kinematični metodi so ekvivalentne rešitvam dobljenim po metodi mejne analize (Mroz in Drescher 1969, Michalowski 1989, Salencon 1990, Drescher in Detournay 1993).

Cilj raziskovalnega dela je na osnovi natančnejše razporeditve pasivnih tlakov izboljšati do sedaj znane zgornje vrednosti količnikov pasivnih tlakov, ki so objavljeni v literaturi (Soubra in Regenass 2000 ter Škrabl in Macuh 2005) z upoštevanjem bolj natančne porazdelitve mejnih vrednosti pasivnih zemeljskih tlakov po višini podporne stene.

TRANSLATORNI 3D PORUŠNI MEHANIZEM

Uporabljeni 3D rotacijski porušni mehanizem predstavlja razširitev klasičnega dvodimenzionalnega porušnega mehanizma v obliki logaritemske spirale (slika 1). Za vsako točko vzdol višine stene (1-0, slika 1) je natančno definiran hiperbolični pol-stožec, katerega normalni prerez v ravnini r-z je krožnica z radijem R.

Fleksijsko ukrivljene osi in prerezi pripadajočih bočnih ploskev pol-stožcev v ravnini r – ϑ so določeni z izrazi:

$$r_*^0 = r_* \cdot \cosh[(\vartheta - \vartheta_*) \cdot \tan \phi] \quad (3)$$

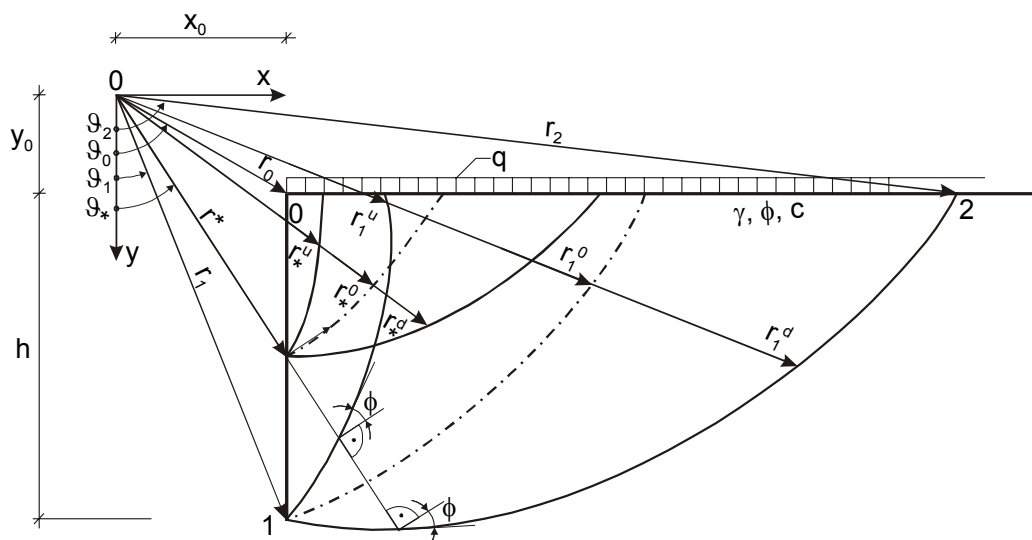
$$r_*^d = r_* \cdot e^{(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi} \quad (4)$$

$$r_*^u = r_* \cdot e^{-(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi} \quad (5)$$

Radij poljubnega polstožca v ravnini r-z določa izraz:

$$R_* = r_* \cdot \sinh[(\vartheta - \vartheta_*) \cdot \tan \phi] \quad (6)$$

kjer R_* , r_* in ϑ_* označujejo premer ter polarni koordinati poljubnega hiperboličnega polstožca.



Slika 1. Prerez hiperboličnega translatornega porušnega mehanizma

Vsi hiperbolični polstožci, katerih neskončna množica predstavlja bočni del porušnega mehanizma, so tudi kinematično dopustni, v kolikor je izpolnjen dodatni geometrijski pogoj:

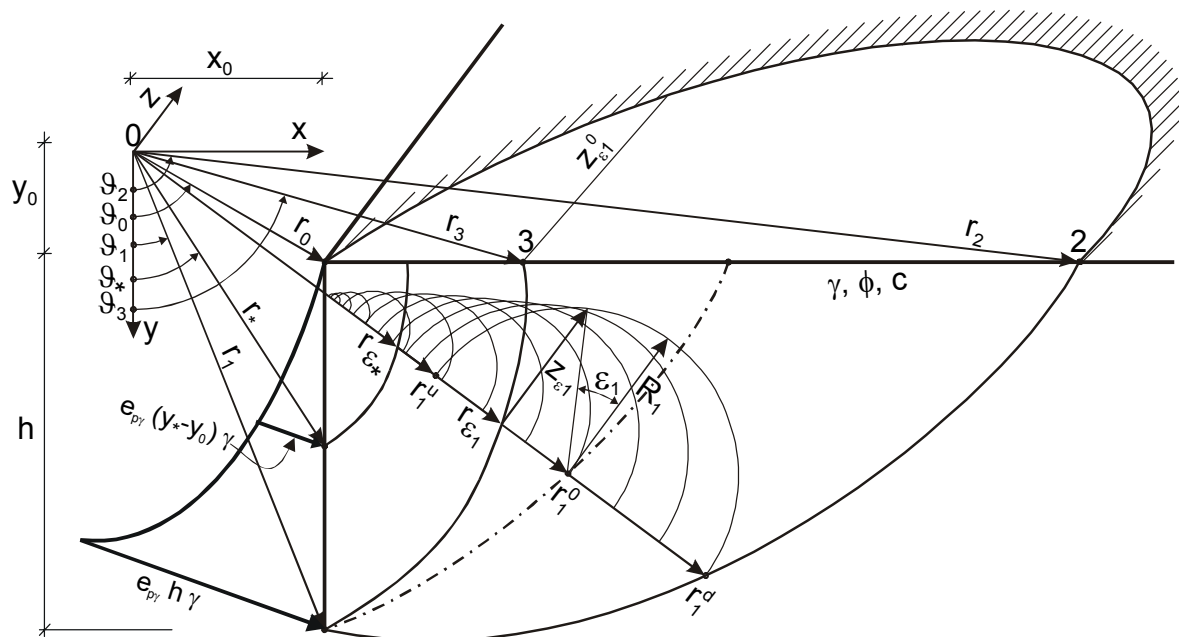
$$\vartheta_0 \leq [(\pi/2) - \phi] \quad (7)$$

ki zagotavlja, da ne obstaja polstožec z vrhom na vertikalni steni (0-1, sliki 1 in 2), ki bi lahko sekal vertikalno steno pod točko (r_0, ϑ_0) . Ker so vsi hiperbolični polstožci ob upoštevanju dodatnega pogoja (7) vsak zase kinematično dopustni, je hkrati kinematično dopustna tudi bočna ploskev, ki je ovojnica neskončne množice vseh polstožcev ter je določena z izrazi (8), (9) in (10).

$$r_{\varepsilon_*} = r_* \cosh[(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi] - r_* \sinh[(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi] \sin(\varepsilon_*) \quad (8)$$

$$z_{\varepsilon_*} = r_* \sinh[(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi] \cosh(\varepsilon_*) \quad (9)$$

$$\varepsilon_* = \arcsin(dR_* / dr) = \arcsin \left\{ \frac{\tanh[(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi] + \tan \phi \tan \vartheta_*}{1 + \tanh[(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi] \tan \phi \tan \vartheta_*} \right\} \quad (10)$$



Slika 2. Shema prostorskega porušnega mehanizma

Z upoštevanjem $r_* = r_1$ in $\vartheta_* = \vartheta_1$ izrazi (8), (9) in (10) določajo koordinate ovojnice na vodilnem polstožcu.

Koordinato z_f bočne porušne ploskve lahko določimo:

$$\forall r \geq \frac{x_0}{\sin \vartheta} \wedge r \leq r_{\varepsilon_1}; \quad z_f = z_{\varepsilon_*} = r_* \sinh[(\vartheta - \vartheta_*) \tan \phi] \cos(\varepsilon_*) \quad (11)$$

$$\forall r \geq r_{\varepsilon_1} \wedge r \leq r_1 e^{(\vartheta - \vartheta_1) \tan \phi}; \quad z_f = z(r, \vartheta) = \sqrt{2rr_1 \cosh[(\vartheta - \vartheta_1) \tan \phi] - r^2 - r_1^2} \quad (12)$$

DELOVNA ENAČBA

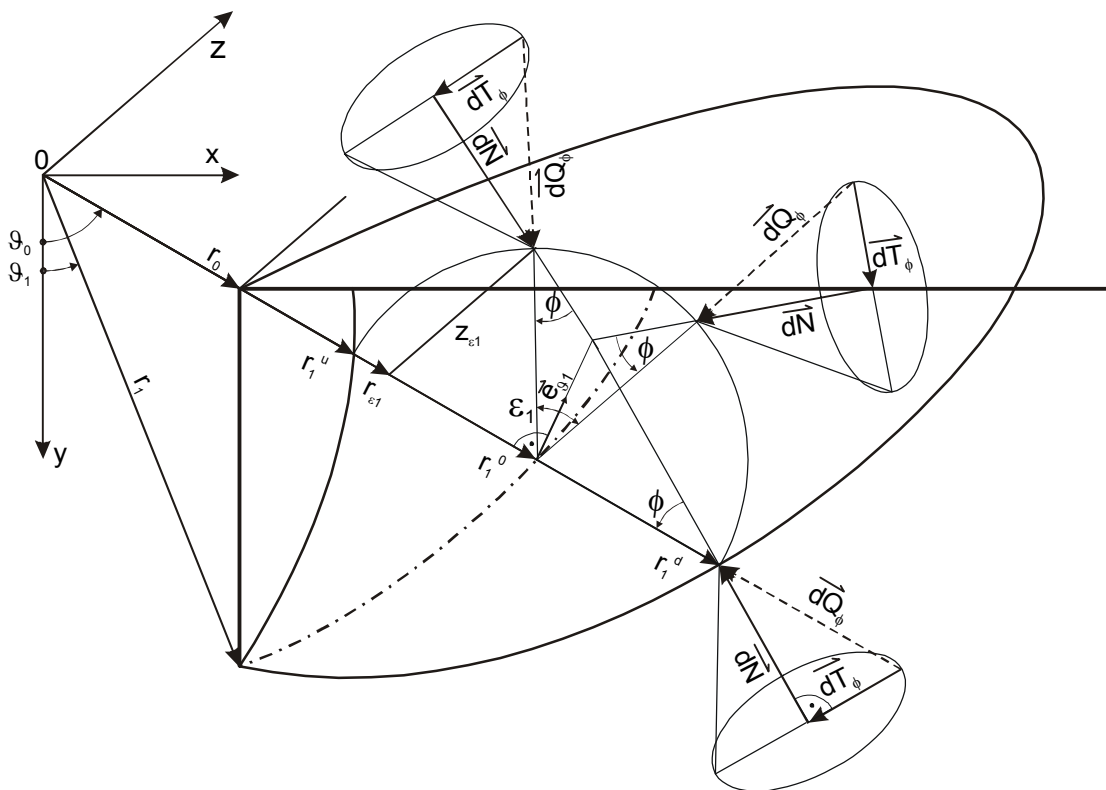
Obravnavani porušni mehanizem na širini b omejuje na levi površina stene, na desni ukrivljena površina v obliki logaritemske spirale ter zgoraj ravna površina na kateri lahko delujejo površinske

obtežbe. Obe bočni ploskvi določata ukrivljeni površini vodilnega stožca in ovojnica vseh preostalih hiperboličnih polstožcev (slika 2).

Na celotni površini tako oblikovane porušne površine v vsaki točki normala na ploskev z ravnino r-z oklepa strižni kot Φ in določa tudi smer normalne napetosti na površino (slika 3).

$$dN = \sigma \cdot dA \quad dT_\phi = dN \cdot \tan \phi \quad dQ_\phi = \sqrt{dN^2 + dT_\phi^2} \quad (13)$$

kjer σ in A pomenita normalno napetost in površino porušne ploskve ter N in T_ϕ rezultatni vrednosti normalne in trenjske komponente strižne trdnosti na porušni ploskvi.



Slika 3. Sile na porušni ploskvi

Trenjski stožci na porušni ploskvi, določajo vse realne oz. dopustne smeri sil dT_ϕ in dQ_ϕ . Po teoremu zgornje vrednosti moramo v analizah upoštevati takšne smeri aktiviranja strižne trdnosti, ki so kinematično dopustne ter za izbrani porušni mehanizem zagotavljajo največjo možno vrednost pasivnih tlakov.

Obravnavano prostorsko oblikovano porušno delo je nedvomno simetrično na simetralno ravnino $r - \vartheta$, ki poteka skozi središče pravokotne površine stene ter mora biti z upoštevanjem vseh sil, ki nanj delujejo, tudi v ravnotežju.

Nedvomno se vse sile dQ_ϕ v tem primeru nahajajo v ravnini r-z ter zato ne povzročajo navorov na os z, ki poteka skozi izhodišče koordinatnega sistema.

Za delovno enačbo izberemo podobno, kot pri 2D analizah, ravnotežni pogoj vseh navorov okrog osi z. Iz slike 3 je razvidno, da največji možni pasivni tlaki nastopijo, kadar trenjska sila dT_ϕ v vsaki točki

na porušni površini deluje v smeri, ki jo določa presek normalne ravnine skozi središče hiperboličnega polstožca in tangentne ravnine na porušni ploskvi v obravnavani točki.

Količniki posameznih deležev pasivnega pritiska e_{py} in e_{pq} pri 3D primerih po višini stene h niso konstantni.

Nedvomno z naraščanjem razmerja (b/h) tudi količniki pasivnih tlakov nelinearno naraščajo. Delovno enačbo za primer $\gamma \neq 0$, $\Phi \neq 0$, $\delta \neq 0$ in $q = c = 0$ lahko podamo v naslednji integralni obliki:

$$\int_{\vartheta_1}^{\vartheta_0} e_{py} \left(\frac{x_0^3}{\tan \vartheta} - \frac{x_0^3}{\tan \vartheta_0} \right) \left(\frac{\cos \delta \cos \vartheta}{\sin^3 \vartheta} - \frac{\sin \delta}{\sin^2 \vartheta} \right) d\vartheta - \int_{\vartheta_1}^{\vartheta_0} r_1 e^{(\vartheta - \vartheta_1) \tan \phi} \int_{x_0 / \sin \vartheta}^{\vartheta_0} (1 + 2z_f / b) \sin \vartheta r^2 dr d\vartheta - \int_{\vartheta_0}^{\vartheta_2} r_2 e^{(\vartheta - \vartheta_1) \tan \phi} \int_{y_0 / \cos \vartheta}^{\vartheta_0} (1 + 2z_f / b) \sin \vartheta r^2 dr d\vartheta = 0 \quad (14)$$

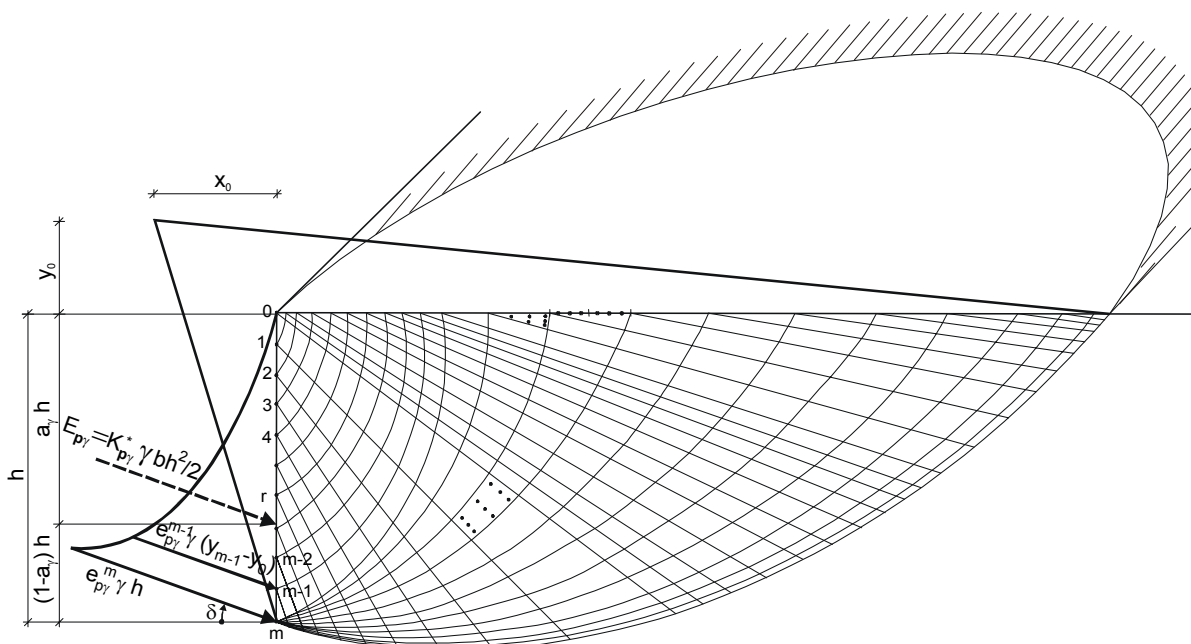
ter za primer $\gamma = 0$, $\Phi \neq 0$, $\delta \neq 0$, $q \neq 0$ in $c = 0$ v integralni obliki (15):

$$\int_{\vartheta_1}^{\vartheta_0} e_{pq} x_0^2 \left(\frac{\cos \delta \cos \vartheta}{\sin^3 \vartheta} - \frac{\sin \delta}{\sin^2 \vartheta} \right) d\vartheta - \int_{\vartheta_0}^{\vartheta_2} (1 + 2z_f / b) y_0^2 \frac{\sin \vartheta}{\cos^3 \vartheta} d\vartheta = 0 \quad (15)$$

Neznani funkciji $e_{py} = e_{py}(\phi, \delta, b/h)$ oz. $e_{pq} = e_{pq}(\phi, \delta, b/h)$, ki sta najmanjši možni rešitvi integralnih izrazov (14) oz. (15) za vsa realna razmerja (b/h) , določata razporeditev pasivnih tlakov vzdolž višine stene.

Minimalne vrednosti e_{py} oz. e_{pq} lahko določimo numerično za posamezna v naprej poznana razmerja (b/h) . Za analizo uporabimo geometrijski model višine $h=1$, $\gamma=1$ ter širine (b/h) z izbranimi karakteristikami zemljine ϕ in kota trenja med podporno steno in zaledno zemljino δ .

NUMERIČNI IZRAČUNI IN REZULTATI



Slika 4. Numerični postopek določanja e_{py} in e_{pq}

Za numerično reševanje integralskih enačb (14) in (15) analizirano območje nad porušno ploskvijo v ravnini x-y razdelimo na poljubno število trikotnih in pravokotnih končnih elementov, ki so primerni za Gaus-ovo numerično integracijo ter za integral po površini ploskve $y=y_0$ na enodimenzionalne končne elemente (slika 4).

V točki $y=y_0$ oz. ($b/h=\infty$) za količnik pasivnih pritiskov upoštevamo vrednost $e_{py}=0$, pripadajočo vrednost pasivnih tlakov e_{pq} pa določimo z 2D modelom ter z upoštevanjem geometrijskega robnega pogoja (7).

Vrednosti količnikov pasivnih pritiskov e_{py} in e_{pq} določamo postopoma od vrha stene navzdol za različne vrednosti razmerja ($b/h=\infty, 100, 75, 50, 25, 20, 16$ do $0,25$) kot je prikazano tudi na sliki 4. V analizi smo upoštevali, da pasivni pritiski med posameznimi računskimi točkami po višini stene linearno naraščajo. Za vsako preračunsko točko po višini stene je natančno določena prostorska porušna ploskev, ki za izbrano razmerje (b/h) zagotavlja najmanjšo možno vrednost pasivnih pritiskov e_{py} oz. e_{pq} .

V n-tem koraku določanja pasivnih pritiskov so iz predhodnih korakov že poznane minimalne vrednosti količnikov e_{py}^0 do e_{py}^{m-1} oz. e_{pq}^0 do e_{pq}^{m-1} , pripadajoče že poznane navore lahko določimo:

$$f_{py}^{m-1} = \sum_{i=1}^{m-1} e_{py}^i (y_i - y_0) \frac{(y_{i+1} - y_{i-1})}{2} \left[\cos \delta \frac{(y_{i-1} + y_i + y_{i+1})}{3} - x_0 \sin \delta \right] \quad (16)$$

$$f_{pq}^{m-1} = e_{pq}^0 \frac{(y_1 - y_0)}{2} \left[\cos \delta \frac{(y_1 + 2y_0)}{3} - x_0 \sin \delta \right] + \sum_{i=1}^{m-1} e_{pq}^i \frac{(y_{i+1} - y_{i-1})}{2} \left[\cos \delta \frac{(y_{i-1} + y_i + y_{i+1})}{3} - x_0 \sin \delta \right] \quad (17)$$

$$f_{py}^m = \frac{(y_m - y_{m-1})}{2} \left[\cos \delta \frac{(y_{m-1} + 2y_m)}{3} - x_0 \sin \delta \right] \quad (18)$$

$$f_{pq}^m = \frac{(y_m - y_{m-1})}{2} \left[\cos \delta \frac{(y_{m-1} + 2y_m)}{3} - x_0 \sin \delta \right] \quad (19)$$

kjer f_{py}^{m-1} oz. f_{pq}^{m-1} označujeta navora že poznanih vrednosti pasivnih tlakov ter f_{py}^m oz. f_{pq}^m navora pasivnih pritiskov za $e_{py}^m = 1$ oz. $e_{pq}^m = 1$ na izhodišče koordinatnega sistema x-y-z. Pripadajoči navor zaledne zemljine ($\gamma=1$) oz. površinske obtežbe ($q=1$) nad porušno površino določimo z izrazoma (20) oz. (21).

$$g_\gamma = - \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^o A_{xy}^j w_{jk} (1 + 2z_f^{jk} / b) r_{jk} \sin \vartheta_{jk} \quad (20)$$

kjer A_{xy}^j označuje površino trikotnega ali pravokotnega elementa j v ravnini x-y (glej sliko 4), w_{jk} utežni koeficient za Gaussovo integracijsko točko k ter z_f^{jk} , r_{jk} in ϑ_{jk} koordinato z na ovojnici hiperboličnih polstožcev, radij in pripadajoči kot ϑ integracijske točke k na elementu j v ravnini x-y. V obravnavanem primeru smo pri numerični integraciji v ravnini x-y uporabili 514 pravokotnih in 42 trikotnih elementov s po 9 in 6 Gauss-vimi integracijskimi točkami (glej sliko 4).

$$g_q = - \sum_{l=1}^p \sum_{k=1}^r L_{xy}^l w_{lk} (1 + 2z_f^{lk} / b) r_{lk} \sin \vartheta_{lk} \quad (21)$$

kjer L_{xy}^l označuje dolžino enodimenzionalnega integracijskega elementa l na površini tal ($y = y_0$) v ravnini $(x - y)$ (slika 4), w_{lk} utežni koeficient za Gaussovo integracijsko točko k ter z_f^k , r_{fk} in ϑ_{lk} z koordinato integracijske točke na ovojnici hiperboličnih polstožcev v ravnini ($y = y_0$), radij in pripadajoči kot ϑ integracijske točke k na elementu l v ravnini $(x - y)$. V obravnavanem primeru smo pri numerični integraciji v ravnini uporabili 42 enodimenzionalnih integracijskih elementov s po tremi integracijskimi točkami.

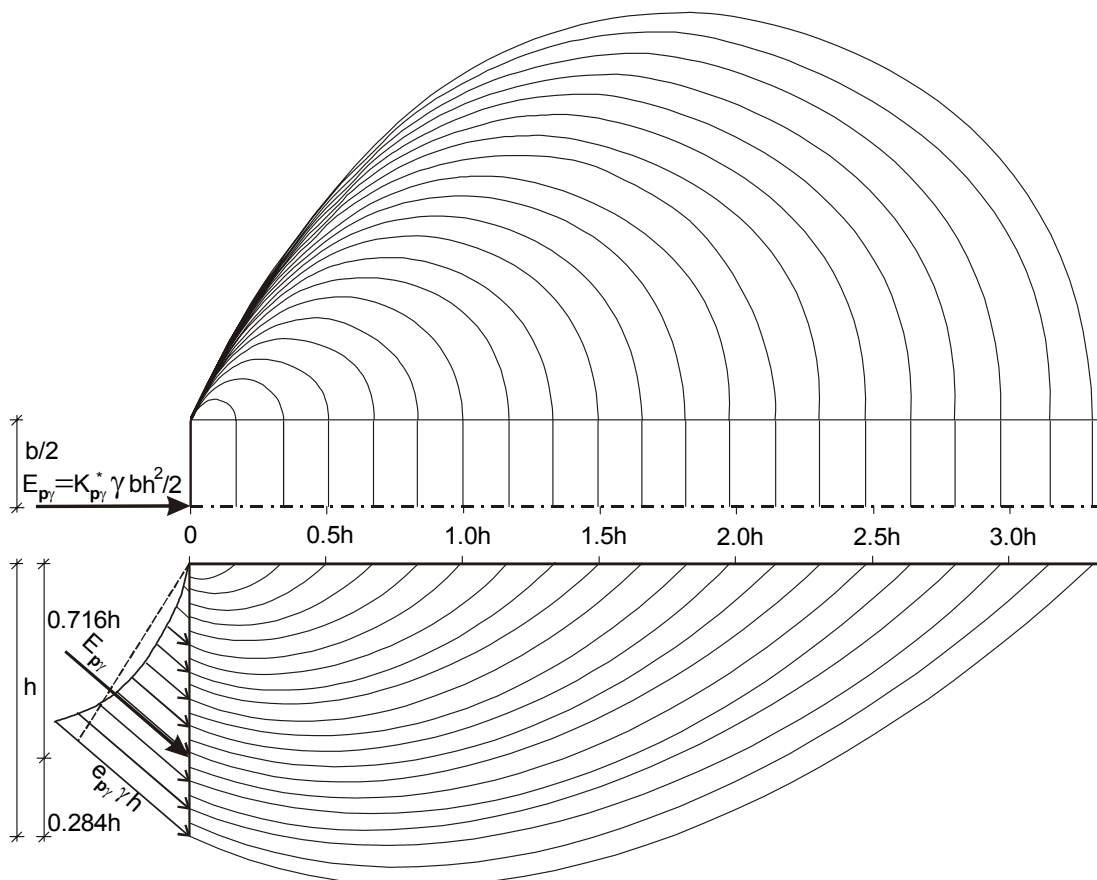
Neznani vrednosti količnikov pasivnega pritiska določimo:

$$e_{py}^m = \frac{f_{py} - f_{py}^{m-1}}{f_{py}^m}; \quad e_{pq}^m = \frac{f_{pq} - f_{pq}^{m-1}}{f_{pq}^m} \quad (22)$$

Pri numeričnem postopku določanja minimalnih vrednosti količnikov pasivnih tlakov e_{py}^m oz. e_{pq}^m je v postopku optimiranja začetna porušna ploskev določena z začetnima vrednostima parametrov ϑ_1 in ϑ_2 ter mora ustrezati naslednjim robnim pogojem:

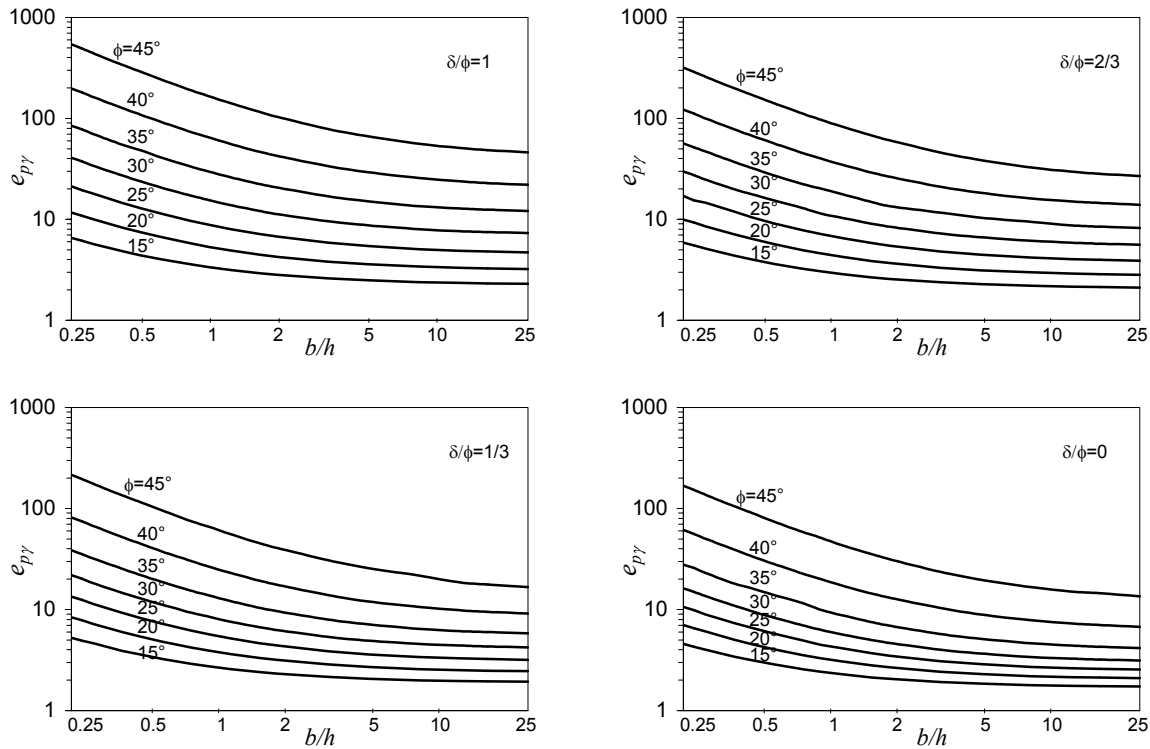
$$x_0 \geq 0, \quad y_0 \geq 0, \quad \vartheta_0 \geq (\pi/2) - \phi \quad (23)$$

S postopkom matematičnega optimiranja določimo neznana parametra kritične porušne ploskve ϑ_1 in ϑ_2 , ki v obravnavanem računskem koraku določa minimalno vrednost neznanega količnika pasivnih pritiskov e_{py}^m oz. e_{pq}^m ob dnu stene.

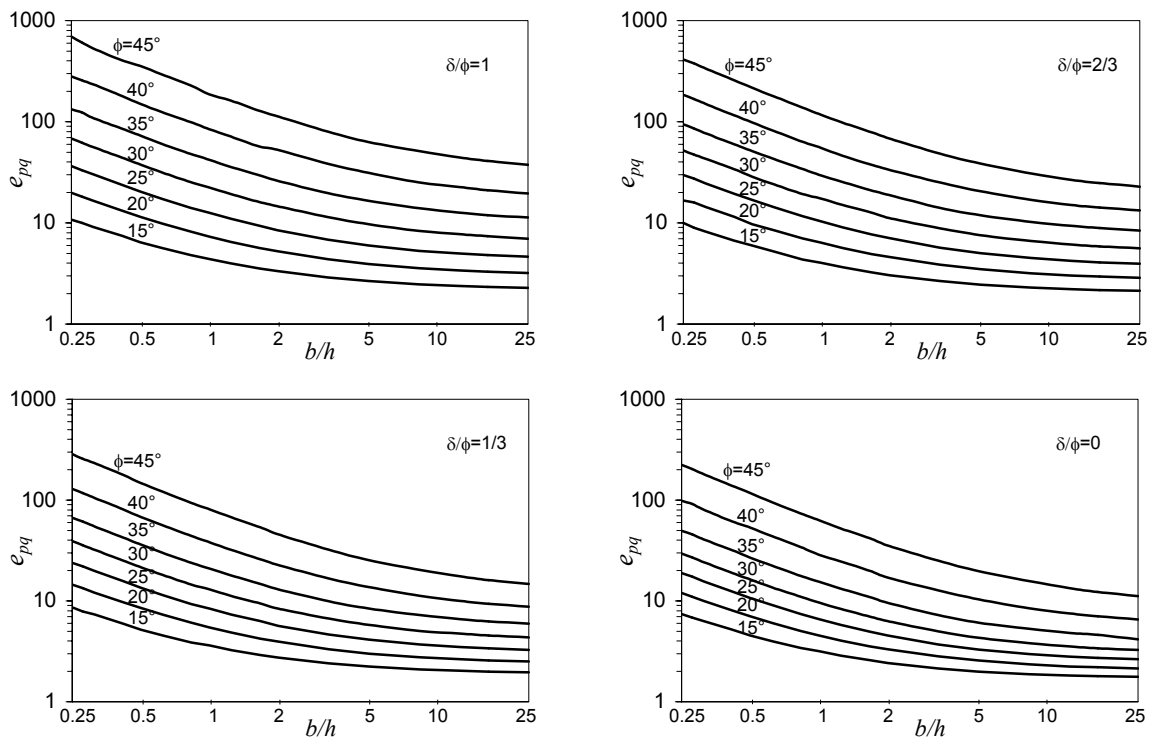


Slika 5. Niz prostorskih porušnih ploskev

Rezultat postopnega določanja količnikov pasivnih pritiskov po metodi od zgoraj navzdol so numerične vrednosti količnikov $e_{p\gamma}$ oz. e_{pq} ter niz prostorskih porušnih ploskev, ki so za primer $\phi = 30^\circ$ in $\delta = \phi/2$ prikazane na sliki 5.



Slika 6. Količniki porazdelitve pasivnih tlakov $e_{p\gamma}$ za različne vrednosti ϕ , δ/ϕ in b/h



Slika 7. Količniki porazdelitve pasivnih tlakov e_{pq} za različne vrednosti ϕ , δ/ϕ in b/h

Preglednica 1. Količniki K_{py}^* za različne vrednosti parametrov ϕ , δ/ϕ in b/h ter prijemališča rezultatnih vrednosti pasivnih tlakov e_{py} merjena od zgoraj navzdol

b/h	ϕ (stop.)	0	1/3	δ/ϕ 1/2	2/3	1	prijemališče rezultante
0.25	15	3.6279	4.1527	4.3864	4.6365	5.1458	0.712
	20	5.3933	6.4350	7.0004	7.5984	8.8877	0.712
	25	7.9261	10.0117	11.2456	12.6106	15.7108	0.725
	30	11.8711	15.9410	18.5946	21.7237	29.5912	0.730
	35	20.0486	27.6728	33.3372	40.5337	60.4985	0.734
	40	43.0671	57.3693	69.2222	85.9233	139.1175	0.738
	45	116.4677	149.3839	177.6761	220.0038	375.5334	0.741
0.5	15	2.6711	3.0260	3.2012	3.3775	3.7313	0.699
	20	3.7238	4.4311	4.8126	5.2130	6.0592	0.706
	25	5.2089	6.5721	7.3711	8.2474	10.2079	0.712
	30	7.4363	9.9335	11.6437	13.5710	18.3323	0.718
	35	11.9863	16.5711	19.9663	24.2567	36.0095	0.724
	40	24.6495	32.8951	39.7426	49.3782	79.7705	0.729
	45	64.2513	82.5392	98.8063	121.9540	208.4111	0.734
1	15	2.1892	2.4647	2.6014	2.7383	3.0092	0.687
	20	2.8862	3.4211	3.7071	4.0047	4.6270	0.693
	25	3.8439	4.8396	5.4156	6.0425	7.4308	0.698
	30	5.8439	7.0201	8.1663	9.4902	12.6793	0.704
	35	7.9191	11.0232	13.2817	16.1123	23.6998	0.710
	40	15.4367	20.6573	25.0023	31.1047	50.0679	0.716
	45	38.1335	49.1298	58.6535	72.9298	124.8263	0.723
2	15	1.8479	2.1801	2.2961	2.4114	2.6380	0.678
	20	2.4651	2.9099	3.1455	3.3890	3.8937	0.683
	25	3.1579	3.9637	4.4240	4.9214	6.0131	0.687
	30	4.1095	5.5370	6.4305	7.4462	9.8331	0.691
	35	5.9395	8.2498	9.9397	12.0356	17.5319	0.696
	40	10.8269	14.5378	17.6323	21.9686	35.1861	0.702
	45	25.0634	32.4150	38.8084	48.4179	83.0027	0.707
5	15	1.7980	2.0064	2.1091	2.2105	2.4084	0.672
	20	2.2106	2.5986	2.8021	3.0112	3.4411	0.674
	25	2.7423	3.4307	3.8182	4.2341	5.1395	0.676
	30	3.4441	4.6399	5.3717	6.1970	8.1113	0.679
	35	4.7302	6.5872	7.9347	9.5873	13.8072	0.682
	40	8.0584	10.8652	13.2127	16.4877	26.2246	0.686
	45	17.2046	22.3721	26.8925	33.7108	57.8700	0.691
10	15	1.7483	1.9478	2.0456	2.1422	2.3290	0.670
	20	2.1253	2.4935	2.6857	2.8827	3.2865	0.671
	25	2.6034	3.2508	3.6129	4.0005	4.8411	0.672
	30	3.2223	4.3370	5.0128	5.7721	7.5262	0.673
	35	4.3270	6.0335	7.2664	8.7689	12.5571	0.675
	40	7.1344	9.6407	11.7401	14.6610	23.2244	0.677
	45	14.5765	19.0171	22.9160	28.8085	49.4740	0.681
2D	15	1.6984	1.8886	1.9817	2.0736	2.2518	0.667
	20	2.0396	2.3876	2.5686	2.7541	3.1334	
	25	2.4644	3.0696	3.4067	3.7670	4.5479	
	30	3.0000	4.0321	4.6525	5.3492	6.9591	
	35	3.6901	5.4448	6.5993	7.9724	11.3870	
	40	4.5989	7.6224	9.8346	12.6613	20.3076	
	45	5.8284	11.1974	15.6822	21.9144	40.6109	

Vrednosti količnikov pasivnih tlakov e_{py} in e_{pq} so prikazane v diagramih na slikah 6 in 7. Vrednosti nadomestnih količnikov pasivnih zemeljskih tlakov ter oddaljenosti njihovih rezultatnih vrednosti od

površja so podane v Preglednicah 1 in 2.

Preglednica 2. Vrednosti K_{pq}^* za različne vrednosti parametrov ϕ , δ/ϕ in b/h ter prijemališča rezultatnih vrednosti pasivnih tlakov e_{pq} merjena od zgoraj navzdol

b/h	ϕ (stop.)	δ/ϕ					prijemališče rezultante
		0	1/3	1/2	2/3	1	
0.25	15	4.5768	5.2900	5.6081	5.9280	6.5309	0.609
	20	7.0283	8.4840	9.2341	9.9907	11.5050	0.621
	25	10.7112	13.5556	15.1308	16.8518	20.5128	0.630
	30	16.2767	21.6076	25.0415	28.8780	37.6802	0.637
	35	26.9519	36.2461	42.7186	51.2493	72.8142	0.642
	40	52.6835	68.3932	81.3285	98.5627	151.3097	0.646
	45	116.5809	149.1632	176.9264	217.2506	349.3207	0.650
0.5	15	3.1488	3.5825	3.8054	4.0025	4.4002	0.582
	20	4.5447	5.4631	5.9108	6.3815	7.3299	0.596
	25	6.5956	8.3312	9.2904	10.3297	12.5242	0.608
	30	9.6385	12.8412	14.8706	17.1286	22.2471	0.618
	35	15.4244	20.8022	24.6109	29.5968	41.8059	0.625
	40	29.1399	37.9850	45.2969	55.1065	84.9392	0.632
	45	62.8494	88.6238	95.8063	118.0501	191.9431	0.638
1	15	2.4316	2.7450	2.9041	3.0424	3.3246	0.555
	20	3.3004	3.9297	4.2434	4.5715	5.2181	0.569
	25	4.5344	5.7128	6.3552	7.0497	8.4886	0.581
	30	6.3194	8.4512	9.7630	11.2191	14.4578	0.592
	35	9.6528	13.0803	15.5514	18.7062	26.1839	0.601
	40	17.3562	22.7883	27.2809	33.3902	51.4902	0.610
	45	35.9646	46.3732	55.2288	68.4366	112.5270	0.619
2	15	2.0703	2.3184	2.4440	2.5563	2.7758	0.534
	20	2.6753	3.1633	3.4047	3.6552	4.1404	0.545
	25	3.5038	4.3975	4.8749	5.3812	6.4281	0.555
	30	4.6598	6.2408	7.1807	8.2196	10.4893	0.565
	35	6.7730	9.2194	11.0219	13.1920	18.2517	0.575
	40	11.4902	15.1828	18.2730	22.5430	34.4973	0.585
	45	22.5171	29.1956	34.9820	43.6475	72.5151	0.598
5	15	1.8513	2.0600	2.1639	2.2564	2.4323	0.516
	20	2.2974	2.6965	2.8917	3.0896	3.4692	0.522
	25	2.8854	3.5970	3.9688	4.3579	5.1504	0.529
	30	3.6641	4.9014	5.6070	6.3809	8.0320	0.536
	35	5.0419	6.9032	8.2543	9.7985	13.3404	0.543
	40	7.9825	10.6136	12.8683	16.0172	23.9640	0.551
	45	14.4186	18.8594	22.8019	28.7468	47.8074	0.560
10	15	1.7775	1.9726	2.0678	2.1531	2.3132	0.509
	20	2.1705	2.5382	2.7169	2.8958	3.2362	0.512
	25	2.6793	3.3254	3.6605	4.0075	4.7070	0.516
	30	3.3322	4.4441	5.0746	5.7474	7.1781	0.521
	35	4.4630	3.1341	7.3062	8.6307	11.6245	0.526
	40	6.7878	9.0886	11.0668	13.7561	20.3108	0.531
	45	11.7060	15.4077	18.7082	23.7798	39.2151	0.538
2D	15	1.6984	1.8836	1.9685	2.0050	2.1969	0.500
	20	2.0369	2.3770	2.5400	2.7022	3.0107	
	25	2.4644	3.0468	3.3495	3.6573	4.2786	
	30	3.0000	3.9871	4.5357	5.1180	6.3569	
	35	3.6903	5.3540	6.3516	7.4707	9.9784	
	40	4.5990	7.4305	9.3077	11.5115	16.7775	
45	5.8284	10.7914	14.4498	19.0443	30.7851		

Vrednosti nadomestnih količnikov pasivnih zemeljskih tlakov ter oddaljenosti njihovih rezultantnih vrednosti od površja so določene na posplošenem modelu višine $h=1$ za izbrano širino (b/h) z izrazi (24) do (27).

$$K_{p\gamma}^* = \sum_{i=1}^{m-1} (e_{p\gamma}^i (y_i - y_0)(y_{i+1} - y_{i-1}) + e_{p\gamma}^m (y_m - y_0)(y_m - y_{m-1})) \quad (24)$$

$$a_\gamma = \sum_{i=1}^{m-1} (e_{p\gamma}^i (y_i - y_0)(y_{i+1} - y_{i-1})(y_{i-1} + y_i + y_{i+1} - 3y_0)/3) + e_{p\gamma}^m (y_m - y_0)(y_m - y_{m-1})(y_{m-1} + 2y_m - 3y_0)/3 \quad (25)$$

$$K_{pq}^* = e_{pq}^0 (y_1 - y_0)/2 + \sum_{i=1}^{m-1} (e_{pq}^i (y_{i+1} - y_{i-1})/2 + e_{pq}^m (y_m - y_{m-1})/2) \quad (26)$$

$$a_q = e_{pq}^0 (y_1 - y_0)(y_1 - y_0)/6 + \sum_{i=1}^{m-1} (e_{pq}^i (y_{i+1} - y_{i-1})(y_{i-1} + y_i + y_{i+1} - 3y_0)/6) + e_{pq}^m (y_m - y_{m-1})(y_{m-1} + 2y_m - 3y_0)/6 \quad (27)$$

Pri analizah prostorskih stabilnostnih problemov je veljaven tudi teorem corespondenčnih stanj (Caquot in Kérisel 1948, Soubra in Regenass 2000). Količnik pasivnih zemeljskih tlakov (K_{pc}^*) lahko določimo v kolikor poznamo količnik pasivnih tlakov zaradi zaledne površinske obtežbe (K_{pq}^*).

$$K_{pc}^* = \frac{K_{pq}^* - 1/\cos(\delta\phi)}{\tan(\phi)} \quad (28)$$

Vrednosti količnikov K_{pc}^* za povsem koherentne zemljine ($c > 0$ and $\phi = 0$) za različna razmerja c_a / c ter prijemališča rezultantnih vrednosti pripadajočih pasivnih tlakov e_{pc} merjena od zgoraj navzdol so prikazana v Preglednici 3.

Preglednica 3. Vrednosti K_{pc}^* za $\phi = 0^\circ$ in različna razmerja b/h in c_a / c ter prijemališča rezultantnih vrednosti pasivnih tlakov e_{pc} merjena od zgoraj navzdol.

b/h	K_{pc}^*					prijemališče rezultante
	$c_a / c = 0$	$c_a / c = 1/3$	$c_a / c = 1/2$	$c_a / c = 2/3$	$c_a / c = 1$	
0.25	6.9282	7.4720	7.7231	7.9631	8.4156	0.6051
0.50	4.5691	5.0257	5.2356	5.4287	5.7541	0.5854
1.00	3.3302	3.7248	3.8942	4.0439	4.2737	0.5611
2.00	2.6822	3.0314	3.1760	3.3024	3.4925	0.5391
5.00	2.2783	2.5938	2.7217	2.8321	2.9997	0.5192
10.00	2.1402	2.4427	2.5646	2.6693	2.8249	0.5104

PRIMERJAVA Z OBSTOJEČIMI REŠITVAMI

Iz literature so poznani rezultati 2D analiz pasivnih zemeljskih tlakov, kjer so bile uporabljene različne metode geomehanskih analiz, medtem, ko so analize na 3D modelih prej izjema kot pravilo v geotehnični praksi. Rezultatov o določanju razporeditve in prijemališča rezultante vseh pasivnih tlakov vzdolž višine zaledne stene nismo zasledili v literaturi.

Rezultati 3D numeričnih analiz pasivnih zemeljskih tlakov z upoštevanjem teorema zgornje vrednosti so prikazani v delih Soubra in Regenass (2000) ter Škrabl in Macuh (2005).

Primerjava rezultatov za količnike pasivnih zemeljskih tlakov K_{py}^* in K_{pq}^* za $\delta/\phi = 0.5$ in 1 , $\phi = 20^\circ$ in 40° , $b/h = 0.5, 1, 10$ je prikazana v Preglednici 4.

Preglednica 4. Primerjava K_{py}^* in K_{pq}^* z K_{py} in K_{pq} za različne vrednosti ϕ , δ/ϕ in b/h .

ϕ (°)	δ/ϕ	K_{py} (Soubra and Regenass)			K_{py} (Škrabl and Macuh)			K_{py}^* (predlog)		
		$b/h=0.5$	$b/h=1.0$	$b/h=10.0$	$b/h=0.5$	$b/h=1.0$	$b/h=10.0$	$b/h=0.5$	$b/h=1.0$	$b/h=10$
20	0.5	5.04	3.85	2.75	4.92	3.76	2.69	4.81	3.71	2.69
	1.0	6.99	5.14	3.35	6.35	4.77	3.30	6.06	4.63	3.29
40	0.5	53.74	31.22	14.75	41.55	25.92	11.85	39.74	25.00	11.74
	1.0	131.75	77.02	26.42	90.36	55.48	23.93	79.77	50.07	23.22

ϕ (°)	δ/ϕ	K_{pq} (Soubra and Regenass)			K_{pq} (Škrabl and Macuh)			K_{pq}^* (predlog)		
		$b/h=0.5$	$b/h=1.0$	$b/h=10.0$	$b/h=0.5$	$b/h=1.0$	$b/h=10.0$	$b/h=0.5$	$b/h=1.0$	$b/h=10$
20	0.5	6.22	4.45	2.75	6.10	4.35	2.73	5.91	4.24	2.72
	1.0	8.06	5.54	3.17	7.79	5.44	3.27	7.33	5.22	3.24
40	0.5	74.26	43.48	12.82	49.68	29.50	11.33	45.30	27.28	11.07
	1.0	130.19	73.35	21.22	104.80	61.07	21.36	84.94	51.49	20.31

Primerjave dobljenih rezultatov kažejo, da so zlasti pri večjih strižnih kotih in pri višjih razmerjih δ/ϕ razlike med obstoječimi in novimi predloženimi vrednostmi količnikov pasivnih zemeljskih tlakov največje.

Količniki K_{py} so z upoštevanjem predloženega translatornega porušnega mehanizma pri vrednosti $b/h = 0.5$ do 11.72% manjši od prej poznanih najmanjših vrednosti (Škrabl in Macuh 2005) ter količniki K_{pq} do 18.95% manjši od prej poznanih.

Pri višjih vrednostih razmerja b/h razlike hitro upadajo ter so pri razmerju $b/h > 20$ že praktično zanemarljive.

ZAKLJUČEK

V članku je prikazan postopek za določanje 3D pasivnih zemeljskih tlakov po kinematičnem postopku mejne analize. Za določitev dejanske distribucije pasivnih tlakov po višini stene je uporabljen niz kinematično dopustnih traslatornih porušnih mehanizmov, ki so v obeh bočnih smereh omejeni z ovojnico neskončnega števila hiperboličnih polstožcev. Velikosti, razporeditev in prijemališča rezultatnih vrednosti pasivnih tlakov so določene po metodi postopne analize od zgoraj navzdol za izbrana razmerja b/h .

Z uporabo diagramov, ki so prikazani na slikah 6 in 7 je mogoče določati dejanske razporeditve pasivnih tlakov za vse poljubne praktične primere, ki se lahko pojavijo v geotehnični praksi.

Rezultati opravljenih numeričnih analiz kažejo, da je z uporabo niza tridimenzionalnih kinematično dopustnih hiperboličnih porušnih mehanizmov, zlasti za razmerja $b/h < 10$, mogoče dokazati nižje vrednosti 3D pasivnih zemeljskih pritiskov, kot so za primere mejnih analiz s posameznimi porušnimi mehanizmi prikazani v literaturi. To pomeni, da se tolikšni pasivni zemeljski tlaki, kot so bili določeni z predpostavko linearne poteka za vpliv lastne teže tal ter enakomerne porazdelitve zemeljskih tlakov za vpliva kohezije ter površinskih obremenitev po višini konstrukcije v naravi ne morejo aktivirati.

Predloženi rezultati so v geotehnični praksi uporabni pri določanju pasivnih odporov pri pilotnih stenah z zelo razmaknjenimi piloti ter zlasti še pri dokazovanju stabilnosti globokih vodnjakov in drugih globokih temeljev pri gradnjah dajnovodov, plinovodov in drugih cevovodov ter premostitvenih

objektov na nestabilnih pobočjih. Podobne ugotovitve veljajo tudi za temelje ločnih mostov ter za primere sanacij plazišč z globoko temeljenimi AB mozniki.

Pri dokazovanju stabilnosti globoko vpetih AB moznikov v temeljna tla je zelo pomembna tudi razporeditev pasivnih odporov po globini vpete konstrukcije, kjer rezultati opravljenih analiz kažejo, da predpostavke linearnih porazdelitev odporov, ki jih največkrat srečamo v geotehnični praksi, niso sprejemljive, tako zasnovani geomehanski izračuni niso na varni strani. Predloženi postopek mejne analize je mogoče tudi sorazmerno enostavno prilagoditi za določanje mejnih obremenitev vodnjakov in drugih globokih temeljev na nestabilnih pobočjih, ki predstavlja enega izmed najzahtevnejših geomehanskih problemov pri gradnjah prometne infrastrukture.

LITERATURA

- (1) Blum, H. (1932). Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung. Bautechnik, **10**(5): 122-135.
- (2) Brinch Hansen, J. (1953). Earth Pressure Calculation, Danish Technical Press, Copenhagen.
- (3) Caquot, A., and Kérisel, J. (1948). Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations, Gauthier-Villars, Paris.
- (4) Chen, W. F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands.
- (5) Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoire présenté à l'académie Royale des Sciences, Paris, Vol. 7, 343-382 (in French).
- (6) Drescher, A., and Detournay, E. (1993). Limit load in translational failure mechanisms for associative and non-associative materials. Géotechnique, London, **43**(3): 443-456.
- (7) Duncan, J. M. and Mokwa, R. L. (2001). Passive earth pressures: Theories and tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, **127**(3): 248-257.
- (8) Janbu, N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculations by generalised procedure of slices. In Proceedings of the 4th International Conference, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering: 207-213.
- (9) Lee, I. K., and Herington, J. R. (1972). A theoretical study of the pressures acting on a rigid wall by a sloping earth on rockfill. Géotechnique, London, **22**(1): 1-26.
- (10) Kérisel, J., and Absi, E. (1990). Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. Gauthier-Villard, Paris, France.
- (11) Kumar, J., and Subba Rao, K. S. (1997). Passive pressure coefficients, critical failure surface and its kinematic admissibility. Géotechnique, London, England, **47**(1): 185-192.
- (12) Michalowski, R. L. (1989). Three-dimensional analysis of locally loaded slopes. Géotechnique, The Institution of Civil Engineering, London, England, **39**(1): 27-38.
- (13) Michalowski, R. L. (2001). Upper-bound load estimates on square and rectangular footings. Géotechnique, The Institution of Civil Engineering, London, England, **51**(9): 787-798.
- (14) Mroz, Z., and Drescher, A. (1969). Limit plasticity approach to some cases of flow of bulk solids. Journal of Engineering for Industry, Transactions of the ASME, **91**: 357-364.
- (15) Ovesen, N. K. (1964). Anchor slabs, calculation methods, and model tests. Bull. No. 16, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen: 5-39.
- (16) Salençon, J. (1990). An introduction to the yield design theory and its applications to soil mechanics. European Journal of Mechanics – A/Solids, Paris, **9**(5): 477-500.
- (17) Shields, D. H., and Tolunay, A. Z. (1973). Passive pressure coefficients by method of slices. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, **99**(12): 1043-1053.
- (18) Škrabl, S., and Macuh, B. (2005). Upper-bound solutions of three-dimensional passive earth pressures. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, **42**: 1449-1460.
- (19) Sokolovski, V. V. (1965). Static of granular media. Pergamon Press, New York.
- (20) Soubra, A. H. (2000). Static and seismic earth pressure coefficients on rigid retaining structures. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, **37**: 463-478.
- (21) Soubra, A. H., and Regenass, P. (2000). Three-dimensional passive earth pressure by kinematical approach. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, **126**(11): 969-978.
- (22) Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. Wiley, New York.

SIMBOLI

A_{xy}^j	ploščina trikotnega elementa j v ravnini x - y ;
b	širina podporne stene;
c	kohezija;
c_a	adhezija vzdolž kontaktne površine med steno in zaledno zemljino;
e_{pc}	količnik porazdelitve pasivnih tlakov za vpliv kohezije;
$e_{p\gamma}$	količnik porazdelitve pasivnih tlakov za vpliv lastne teže tal;
e_{pq}	količnik porazdelitve pasivnih tlakov za vpliv površinskih obtežb v zaledju;
$f_{p\gamma}^m$	navor pasivnih tlakov za $e_{p\gamma}^m = 1$;
f_{pq}^m	navor pasivnih tlakov za $e_{pq}^m = 1$;
g_γ	navor zaradi enotne teže tal v zaledju;
g_q	navor zaradi enotne površinske obtežbe v zaledju;
h	višina stene, temelja oz. podporne konstrukcije;
K_{pc}^*	primerjalni količnik pasivnega tlaka za vpliv kohezije;
$K_{p\gamma}^*$	primerjalni količnik pasivnega tlaka za vpliv lastne teže tal;
K_{pq}^*	primerjalni količnik pasivnega tlaka za vpliv površinske obtežbe v zaledju;
L_{xy}^l	dolžina enodimenzionalnega integracijskega elementa l na površini tal;
N	rezultantna vrednost normalnih napetosti na prostorski porušni površini;
Q_ϕ	rezultanta vrednost napetosti na prostorski porušni ploskvi;
R_*	premer stožca;
r	polarna koordinata;
r_*	polarna koordinata vrha ukrivljenega stožca;
r_{ε_*}	koordinata ovojnice hiperboličnega polstožca;
T_ϕ	rezultantna vrednost strižnih napetosti na porušni ploskvi;
w_{jk}, w_{lk}	utežni koeficient za Gauss'ovo integracijsko točko k ;
Z_{ε_*}	koordinata ovojnice polstožca;
Z_{ε_1}	koordinate ovojnice vodilnega polstožca;
γ	lastna teža tal;
δ	trenjski kot med steno in zemljino;
ε_1	kot med z osjo in radijem r_{ε_1} vodilnega polstožca v ravnini r - z ;
ϕ	kot notranjega trenja zaledne zemljine;
ϑ	polarna koordinata;
ϑ_*	polarna koordinata vrha hiperboličnega polstožca.